
Généralité sur les ponts mixtes en bois

Dans ce chapitre, nous allons d'abord présenter brièvement les atouts du matériau bois pour la construction. Après une revue générale des ponts en bois nous abordons ensuite les particularités concernant les matériaux innovants, les méthodes de renforcement, les connexions, etc..., dont la connaissance est nécessaire pour concevoir des structures hybrides. Nous réalisons enfin des calculs pour évaluer la performance de structures en nids d'abeille en bois, en recherchant l'utilisation optimale de la matière en sollicitation de flexion. Nous montrerons ainsi que la forme en nid d'abeilles, bien que séduisante sur le plan théorique, est trop souple pour les applications de ponts. La solution mixte, dans la continuité des travaux de Pham (Pham 2008) est finalement présentée.

1.1. Le bois : un matériau renouvelable

Le bois est largement distribué dans le monde. En Europe, et en France particulièrement, les ressources forestières sont abondantes et même en augmentation [source FAO et IFN] (Figure 1.1 et Figure 1.2).

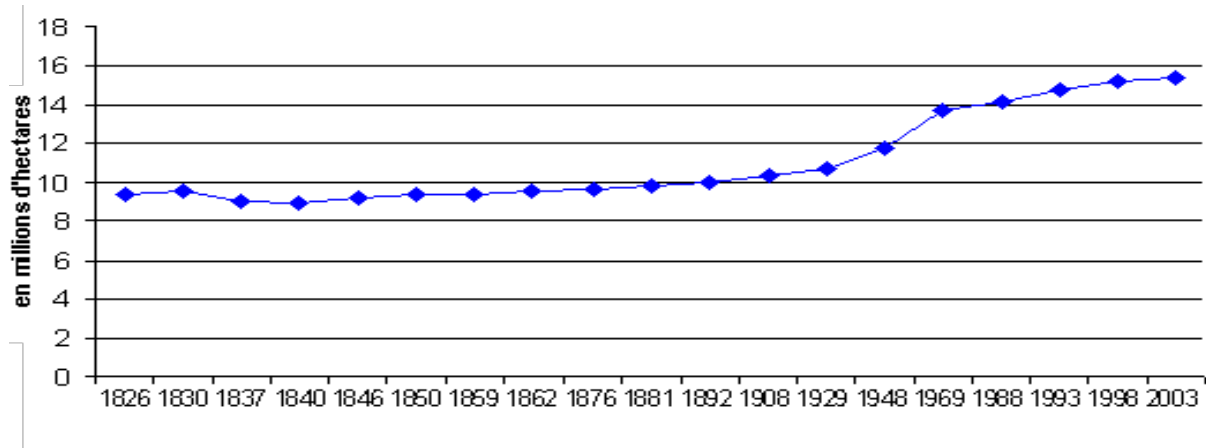


Figure 1.1. *L'évolution de la superficie forestière en France (source IFN)*

En Europe, plusieurs études confirment que la croissance forestière dépasse la récolte dans les pays CEEONU (Figure 1.3). En fait, la croissance dépasse la récolte de manière que, sauf en cas d'augmentation des coupes, les forêts sont susceptibles de subir des impacts négatifs dus à une réduction de la vigueur et une sensibilité accrue vis-à-vis des insectes, des maladies, des tempêtes et des incendies.

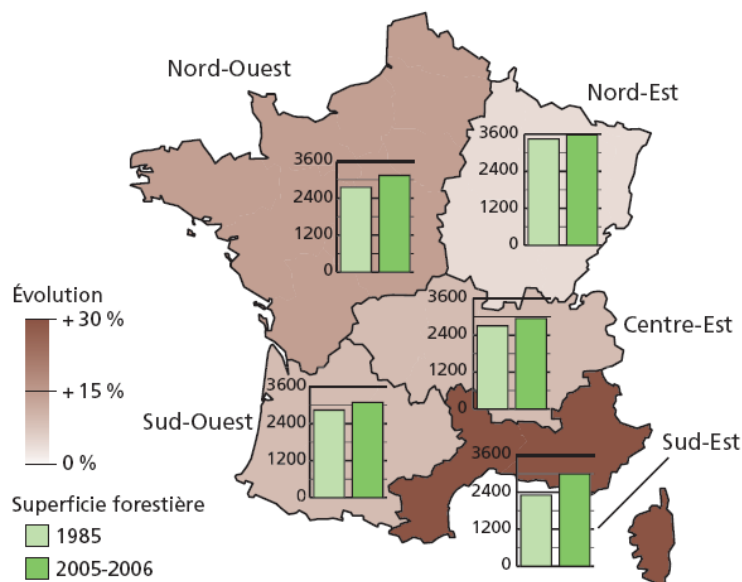


Figure 1.2. *Évolution de la superficie forestière (peupleraies exclues, bosquets inclus) sur 20ans par interrégion (en milliers d'hectares). (Source IFN)*

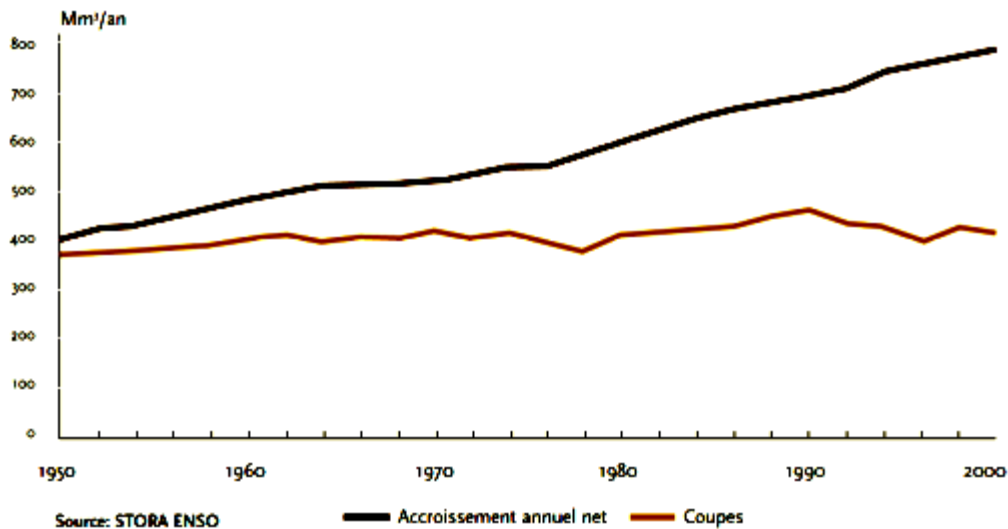


Figure 1.3. Croissance forestière supérieure à la récolte en Europe [Stora Enso]

Il est à présent communément admis que l'utilisation du bois comme source de matériau renouvelable contribue à réduire l'impact du changement climatique. Le monde scientifique a accepté que le piégeage prolongé de CO₂ dans les produits à base de bois forme un puits de carbone (Figure 1.4). La portée de cette figure n'est cependant pas très grande car elle se limite à la comparaison des matériaux entre eux, sans faire état des volumes à utiliser pour les ouvrages, et sans mentionner si la fin de vie du matériau est prise en compte. Il est pourtant préférable de comparer les ouvrages entre eux plutôt que les matériaux, étant donné que, selon leurs caractéristiques mécaniques, ceux-ci seront utilisés à des volumes différents. De plus, si le contenu carbone des matériaux est une donnée utile, elle est insuffisante pour réaliser un bilan objectif, car c'est plutôt en termes de cycle de vie qu'il faut raisonner, c'est-à-dire en intégrant l'ensemble des phases de la vie d'un ouvrage.

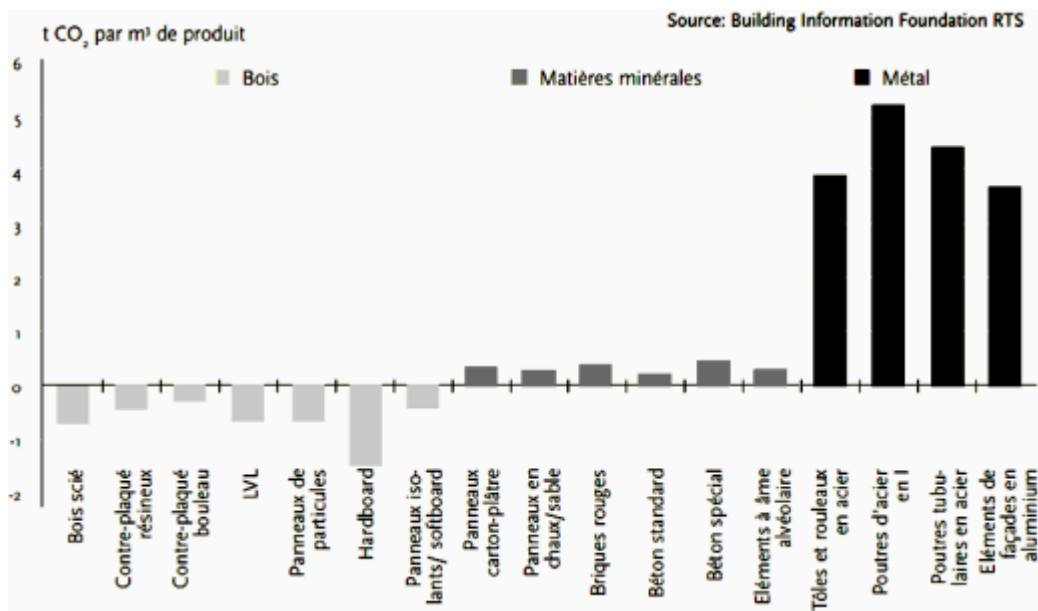


Figure 1.4. Piégeage du carbone dans les produits à base de bois (d'après Building information foundation)

Bouhaya, Le Roy et Feraille [Bouhaya *et al.*, 2009] ont réalisé une analyse de cycle de vie complète d'un ouvrage d'art mixte en bois. Les auteurs concluent que selon l'utilisation en fin de vie

du bois, le bilan est positif, soit du point de vue CO₂, soit du point de vue énergétique. Pour faire un tel calcul, il faut connaître les données liées à chaque élément de la structure, ce qui est possible par une analyse des données des fiches de déclaration environnementales et sanitaires d'éléments de structures (FDES), publiées par le CSTB (base de données INIES). A partir de la FDES d'une poutre de lamellé collé, on peut calculer que le bilan carbone de la phase production du matériau, en sortie d'usine, c'est-à-dire hors transports, pose sur chantier, et traitement en fin de vie, est de -480 kg/m³. Ce chiffre très prometteur pour l'usage du bois, participe au bilan de la poutre lamellé collé sur son cycle de vie. Le point crucial est alors la gestion de fin de vie du bois, ce dernier pouvant être enfoui dans une décharge spécialisée limitant la dégradation du matériau, utilisé comme énergie thermique dans une filière bois-énergie, ou réutilisé dans une autre filière industrielle comme celle des panneaux par exemple.

1.1.1. Essences et microstructure du bois

Les essences du bois peuvent être classées en deux catégories principales : Résineux (ou conifères) et Feuillus. La différenciation se fait sur le système de reproduction, mais aussi sur leur micro structure [Navi, 2005].

Les propriétés au sein d'une même essence subissent des variations d'un sujet à l'autre. La localisation géographique, le climat, les conditions du sol, etc..., influencent la vitesse de croissance du bois et, par conséquent, ses propriétés. La performance du matériau en termes de rapport entre la résistance et la densité est due à la composition microstructurale en cellules du bois. Les cellules du bois se composent de plusieurs couches, comme les structures lamellées. L'angle des microfibrilles dans la couche S₂ (Figure 1.5) joue le rôle principal dans la qualité mécanique du bois. L'augmentation de cet angle fait diminuer la résistance du bois.

Plusieurs autres paramètres comme les nœuds, les fissures transversales ou longitudinales (engendrées par le séchage), la pente des grains, etc... génèrent une variation très large dans la qualité et la résistance du bois. Un bois idéal est défini comme ayant des fibres droites, ne présentant ni nœuds, ni fissures longitudinales et ayant une structure anatomique homogène.

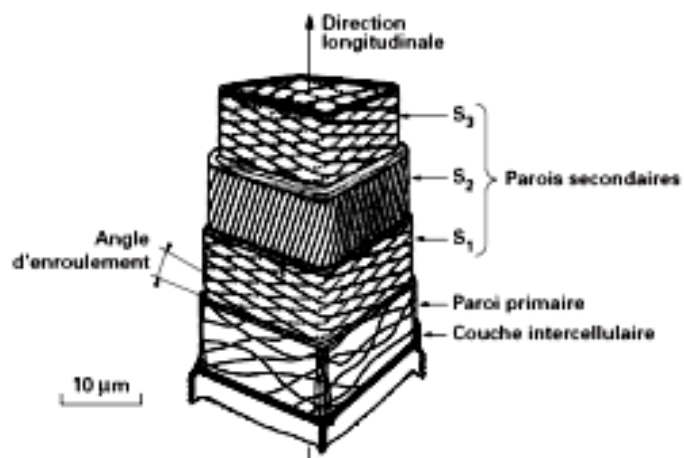


Figure 1.5. Structure cellulaire du bois [Triboulot, TDI]

Anisotropie du bois

L'anisotropie du bois est élevée. Pour simplifier, on considère le bois comme un matériau orthotrope, où les trois orientations sont, en considérant un tronc coupé transversalement, radiale, normale d, tangentielle et longitudinale, comme décrites dans la Figure 1.6.

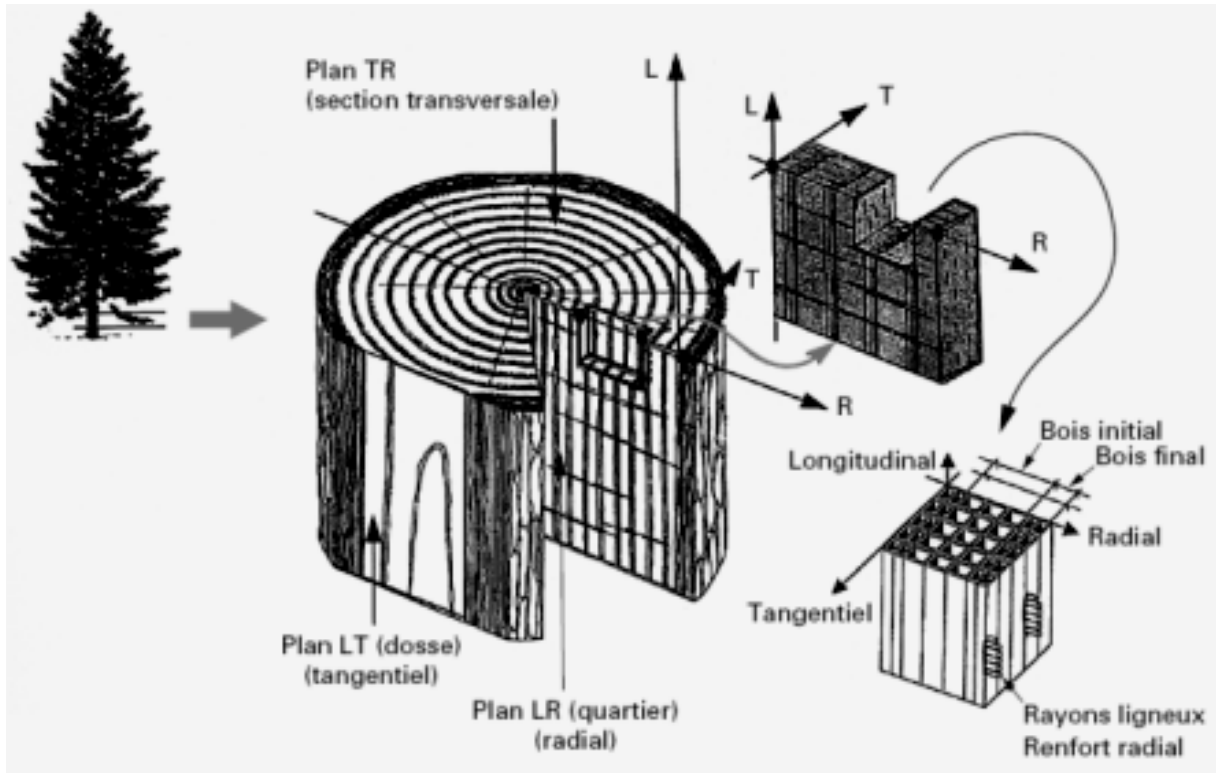


Figure 1.6. *De l'arbre au comportement anisotropie*

En conséquence, douze constantes dont neufs indépendants sont nécessaires pour décrire le comportement mécanique du bois :

Trois modules d'Young

Trois modules de cisaillement

Six coefficients de Poisson.

Le bois ne présente pas des propriétés mécaniques homogènes. Quelques propriétés comme la résistance en traction, en compression ou cisaillement peuvent être dix fois plus ou moins élevées en comparant entre les différentes éprouvettes d'une même essence [Faye, 1997]. La loi de Hooke généralisée, en notation d'ingénieur, s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_l \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{rt} \\ \gamma_{tl} \\ \gamma_{lr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_l} & -\frac{\nu_{rl}}{E_r} & -\frac{\nu_{tl}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{lr}}{E_l} & \frac{1}{E_r} & -\frac{\nu_{tr}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{lt}}{E_l} & -\frac{\nu_{rt}}{E_r} & \frac{1}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{rt}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{tl}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{lr}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_l \\ \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{rt} \\ \tau_{tl} \\ \tau_{lr} \end{bmatrix}$$

Où :

$\varepsilon_l, \varepsilon_r, \varepsilon_t$ sont les déformations selon les trois axes

$\gamma_{lr}, \gamma_{rt}, \gamma_{tl}$ sont les distorsions selon les trois plans

E_l, E_r, E_t sont les modules d'Young selon les trois axes

G_{lr}, G_{rt}, G_{tl} sont les modules de cisaillement selon les trois plans

$\sigma_l, \sigma_r, \sigma_t$ sont les contraintes normales selon les trois axes

$\tau_{lr}, \tau_{rt}, \tau_{tl}$ sont les contraintes de cisaillement selon les trois plans

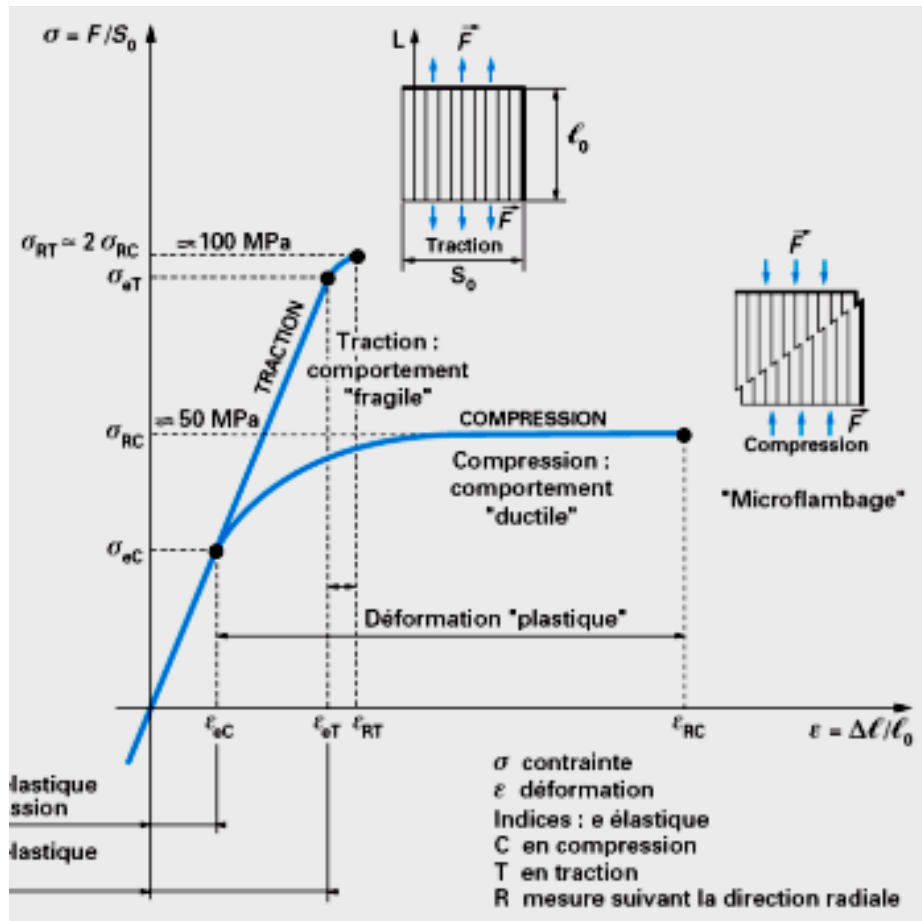
1.1.2. Propriétés mécaniques et classification

Le Tableau 1.1 présente des modules élastiques et des propriétés de quelques essences fréquemment utilisées dans la construction du génie civil.

Constantes	Epicéa (1) (<i>piecea sitchensis</i>)	Douglas (1) (<i>pseudotsuga menziesii</i>)	Sapin (1) (<i>abies</i>)	Peuplier (2) (<i>populus alba</i>)	Chêne rouge (2) (<i>quercus rubra</i>)	Hêtre (2) (<i>fagus silvatica</i>)
Teneur en eau [%]	12	12	13	14	12	11
Densité [g/cm ³]	0,36	0,59	0,31	0,4	0,6	0,74
E_l [N/mm ²]	10700	16550	8020	6830	14800	14000
E_r [N/mm ²]	649	1300	816	1190	1500	2280
E_t [N/mm ²]	348	900	304	493	828	1160
G_{rt} [N/mm ²]	533	1200	558	1000	967	1640
G_{rt} [N/mm ²]	41	80	48	200	398	470
G_{tl} [N/mm ²]	438	929	461	900	695	1080
ν_{rt}	0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,07
ν_{tr}	0,3	0,41	0,25	0,37	0,33	0,36
ν_{lr}	0,4	0,38	0,33	0,45	0,69	0,52

Tableau 1.1. Caractéristiques élastiques de quelques bois résineux (1) et feuillus (2) (Navi et al., 2005)

Il est important d'être conscient de la variation de ces propriétés dans la conception de structures en bois. Les courbes contrainte-déformation typiques du bois en traction et en compression parallèle et perpendiculaire aux fibres sont représentées sur la Figure 1.7.. En compression, le bois est par contre ductile. La grande faiblesse mécanique du bois est en traction dans le sens perpendiculaire aux fibres. La résistance en traction perpendiculaire aux fibres, f_{t90} est nettement inférieure aux autres (Tableau 1.2), et la rupture présente un caractère fragile. La résistance est pratiquement divisée par 100 par rapport au sens parallèle aux fibres. Les sollicitations en traction perpendiculaire aux fibres sont donc à éviter dans la conception des structures en bois.



La distribution de la résistance du bois, pour la même essence et classe, est assez large et très variée selon la direction de sollicitation. Les résistances en traction transversale et au cisaillement du bois sont très faibles, ceux-ci sont de l'ordre de $0.5MPa$ en traction transversale et de $3MPa$ en cisaillement. La résistance longitudinale en compression, quant à elle, est beaucoup plus élevée : elle est de l'ordre de 40 à $50MPa$. Cependant, les défauts (nœuds par exemple.) influencent aussi sur l'anisotropie de la résistance. Les nœuds sont les cicatrices des branches. Ils sont sains et adhérents lorsqu'ils sont issus de la partie vivante de la branche, noirs et non adhérents si la branche est morte. La géométrie du nœud dans la poutre dépend de la position de la planche dans le billon et du mode de débit. Ce type de défauts est critique essentiellement en traction. C'est pourquoi la résistance en traction longitudinale du bois présente une forte variabilité, si bien que la valeur de dimensionnement devient normalement plus faible qu'en compression.

La répartition de la résistance du bois peut être décrite par la loi de Weibull (Weibull, 1951), qui est basée sur le concept du maillon le plus faible. Elle caractérise le comportement parfaitement fragile du matériau en traction. Formellement, les hypothèses de Weibull peuvent s'appliquer à un

comportement non fragile si les volumes élémentaires ont un comportement ductile. Weibull a proposé la fonction de répartition des résistances, σ , d'un volume V sous la forme empirique suivante :

$$F_u(\sigma) = 1 - \exp\left(-\int_V \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m}\right)^k dV\right) \quad (1.1)$$

Où k est le module de Weibull, ou facteur de forme, m est le facteur de normalisation, ou d'échelle, σ_0 , une valeur de référence. Dans le cas où σ est indépendant de V , la fonction de répartition pour le volume V est :

$$F_u(\sigma) = 1 - \exp\left(-V \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m}\right)^k\right) \quad (1.2)$$

L'application de la théorie de Weibull est en particulier justifiée par l'existence d'un effet d'échelle sur la résistance, effet mis en évidence par de nombreux auteurs [Faye, 1997].

L'effet d'échelle a été décrit par cette théorie dans le cas de sollicitations pour lesquelles le mode de rupture présente un caractère fragile (traction, cisaillement ...). Si nous considérons deux éprouvettes de volume différents V_1 , V_2 , le rapport de résistances pour toute valeur de probabilité est donné par :

$$\frac{(\sigma_q)_1}{(\sigma_q)_2} = \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{L_2}{L_1}\right)^{\frac{1}{k}} \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{\frac{1}{k}} \left(\frac{b_2}{b_1}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (1.3)$$

La formule (1.3) permet de quantifier l'effet d'échelle à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes de taille différente. Le paramètre k peut être directement déduit de l'ajustement statistique des valeurs de résistance.

Nous verrons que l'analyse de Weibull nous renseignera sur la performance des renforcements du bois par des composites à matrice organique.

Le bois est un matériau hygroscopique dont les propriétés mécaniques et physiques dépendent aussi du taux d'humidité. Les phénomènes proportionnels à l'humidité comme le retrait et le gonflement sont donc à ne pas négliger, les variations totales radiales sont pour un résineux de l'ordre de 5%, tandis que celles tangentielle d'environ 8. Il est parfois indispensable de tenir compte de l'anisotropie du retrait (Figure 1.8), notamment pour l'ébénisterie, ou les assemblages de pièces de charpente.

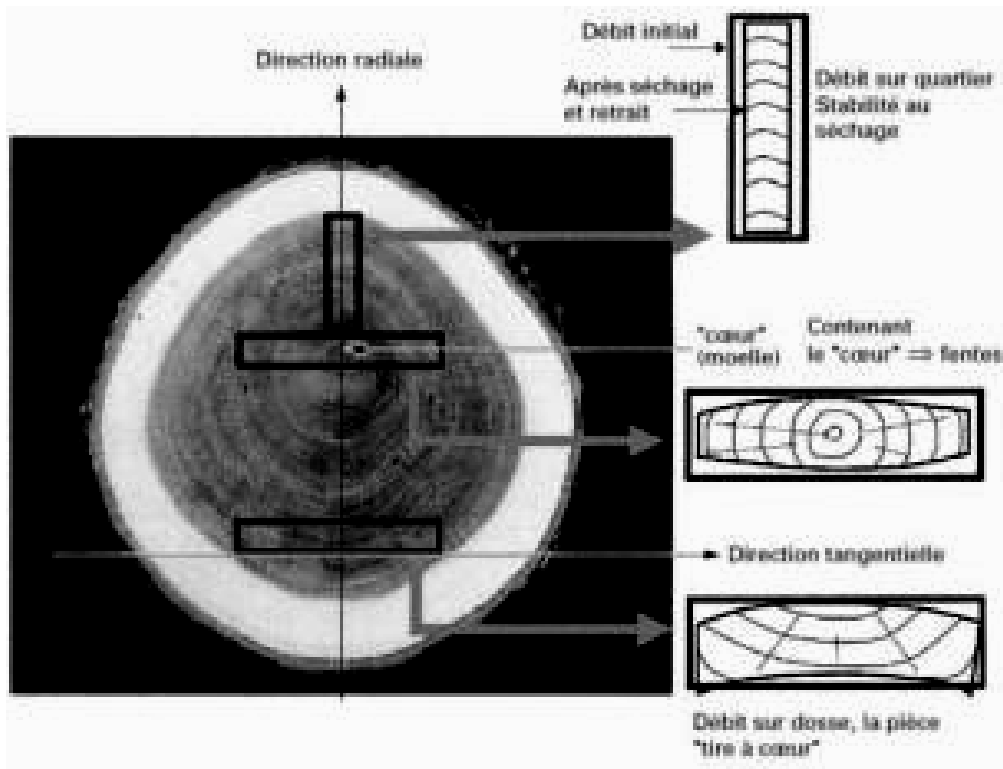


Figure 1.8. Retrait et déformation du bois au cours du séchage [Triboulot, TDI]

Une autre propriété utile à l'ingénieur pour le dimensionnement des ponts en bois est le fluage. Le fluage du bois à humidité constante est modérée : pour de faibles contraintes, la déformation instantanée peut être, grossièrement, multipliée par 1,4 au bout d'un an. Mais si les conditions d'humidité sont variables, l'amplitude du fluage est bien supérieure. Cela s'appelle le mécanisme *mécanosorptif* du fluage. Il est connu depuis longtemps mais sa prédiction quantitative et ses conséquences pour les structures bois soumises à un climat réel et aux charges sont encore mal comprises (Navi et al., 2005). Les ingénieurs devront tenir compte de cet effet dans les calculs, car il est responsable de la redistribution des efforts dans les connexions, notamment dans les structures hyperstatiques. Le fluage est pris en compte dans la norme EN 1995 par un calcul au temps « infini », et, non pas comme pour le béton, par la l'utilisation d'une loi temporelle du fluage. En fait, le module moyen instantané du bois est divisé par un coefficient $(1+K_{def})$, où K_{def} est un coefficient de fluage dépendant de classe de service de l'ouvrage. K_{def} vaut respectivement 0,6 ; 0,8 ou 2 pour les classes de service 1, 2 et 3. Des progrès sont sans doute à faire sur ce plan pour mieux prévoir le comportement des structures mixtes.

1.1.3. Bois lamellé collé (BLC)

Les conifères sont les essences très largement utilisées pour les structures en lamellé collé. La dimension transversale maximale du bois massif est environ 300 mm, ce qui limite la portée maximale d'un élément en bois. Les structures en treillis, apparues au 19^{ème} siècle (poutres de Warren, Howe, etc.) (Figure 1.9) viennent palier la limitation de portée due aux limitations de longueurs des poutres en bois massif. Les ingénieurs ont ainsi dessiné des triangulations de formes variées, permettant d'atteindre la portée de 30 à 40m pour un pont. La technique du bois lamellé, apparue en 1908, est un autre moyen de surmonter les limites de longueur. Cette technique consiste à coller entre elles, sous presse, des lamelles de plusieurs mètres de longueur, de 30 à 50 mm d'épaisseur environ, de largeur pouvant atteindre 210 mm (et même, mais plus rarement, 240 mm)

Théoriquement, avec cette technique, on peut fabriquer des éléments en bois de dimensions illimitées, cependant la hauteur de 2m des sections est la limite supérieure qu'on a optimisée. (Alann, 2007).

Outre l'extension de la portée, la technique du lamellé collé permet de supprimer les défauts observés sur les lamelles, ce qui autorisent l'obtention de poutres constituées d'un matériau à défauts limités, donc plus performants. Il existe un classement mécanique des bois lamellé collé qui en tient compte (Tableau 1.2).

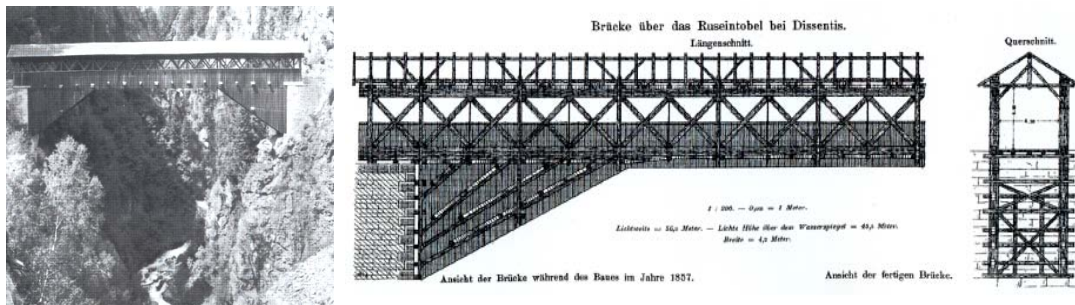


Figure 1.9. Pont en treillis dans le canton de Graubunden (Suisse) construit en 1854 [Steurer, 2006].

Citons également le lamibois (Figure 1.10), qui est un multicouche de lamelles en feuilles (technique du déroulé), placés, pour une poutre, verticalement (horizontalement pour le BLC). La poutre est obtenue à partir de placages de lamelles de 3 mm d'épaisseur collées à chaud sous haute pression avec une résine phénolique. Du fait de la diminution de la taille des défauts, inhérente à la dimension des feuilles, les éléments obtenus couvrent une gamme de résistance, allant jusqu'à 44MPa, en structure de feuilles non croisés, plus importante que le BLC de bois résineux.

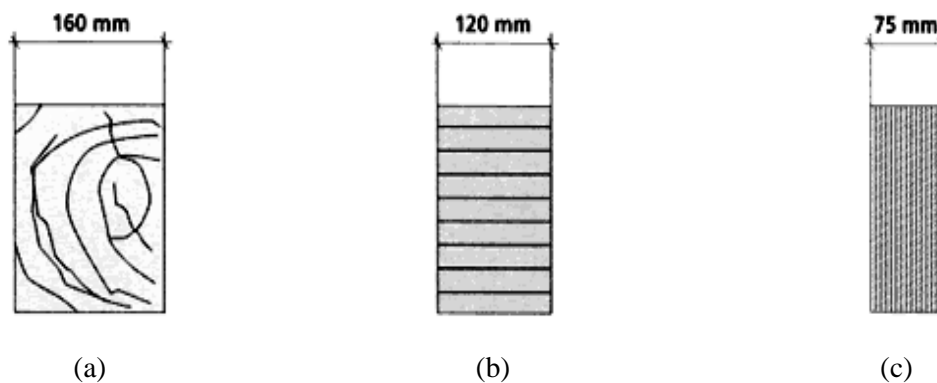


Figure 1.10. Comparaison de trois produits de même résistance en flexion : (a) – Bois massif C24. (b)- Bois lamellé collé classe GL32. (c) Lamibois [Alann, 2007]

De plus, avec la technologie de bois lamellé collé, de nombreuses formes de structures sont possibles (Figure 1.11). Cependant la taille des éléments est limitée en raison du transport, ce qui conduit à prévoir un découpage de la structure et des liaisons appropriées, pour la reconstituer *in situ*.

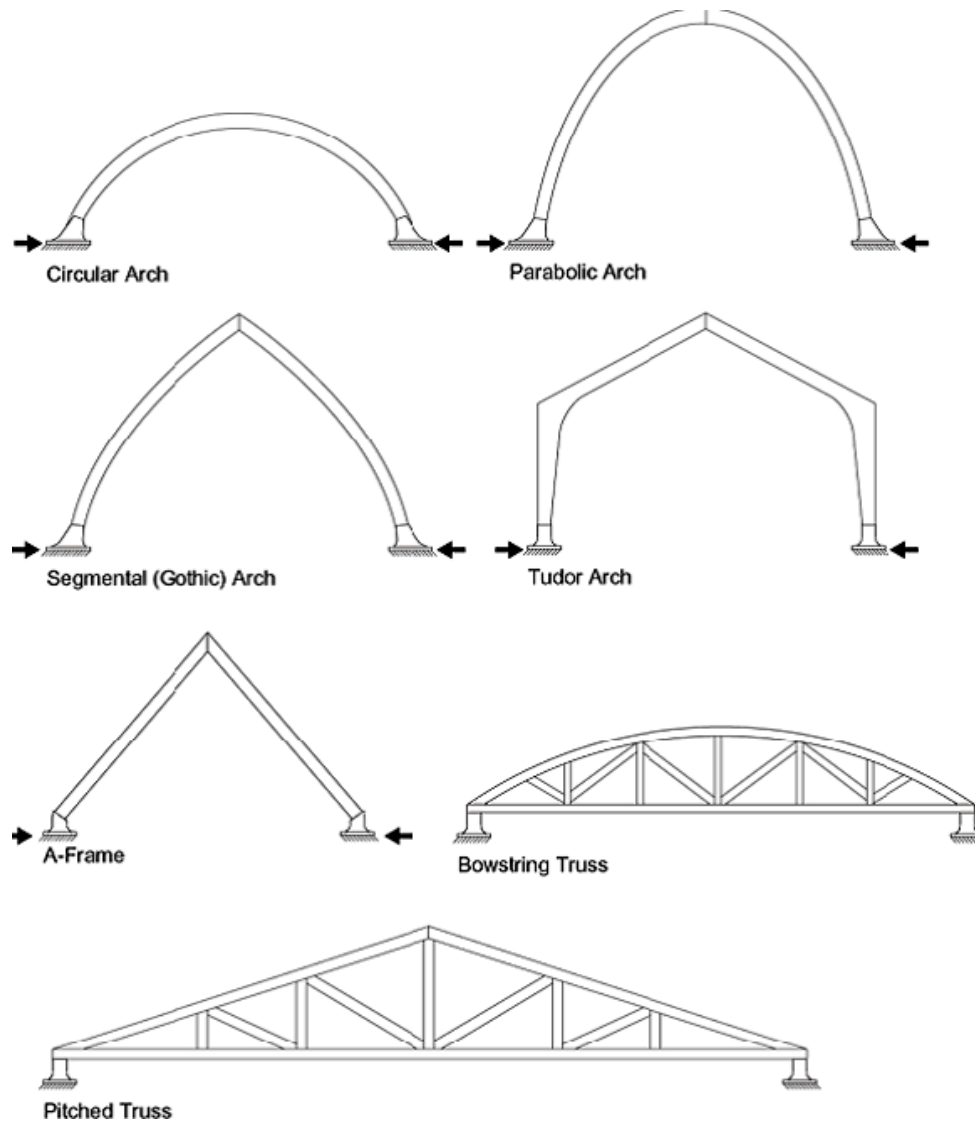


Figure 1.11. Différentes formes des ouvrages en bois lamellé collé [Can.Wood.Council]

Dans la production de bois lamellé collé (Figure 1.12), la classification du bois est réalisée pour déterminer la résistance (classement visuel) et la raideur (classement mécanique). Il est possible de panacher les lamelles en plaçant les plus résistantes au niveau des couches extrêmes des poutres, i.e. du côté où la tension et la compression sont les plus grandes. Les lamelles de même classe seront reliées par aboutages. La technique PRF (*Phenol – Resorcinol – Formaldehyde*) est souvent utilisée, mais également, plus récemment, la colle polyuréthane, performante mécaniquement, et ne dégageant pas de formaldéhyde. Une pression de 0.7MPa est appliquée pendant le collage afin d'obtenir la forme souhaitée et de fournir une bonne liaison entre les lamelles.

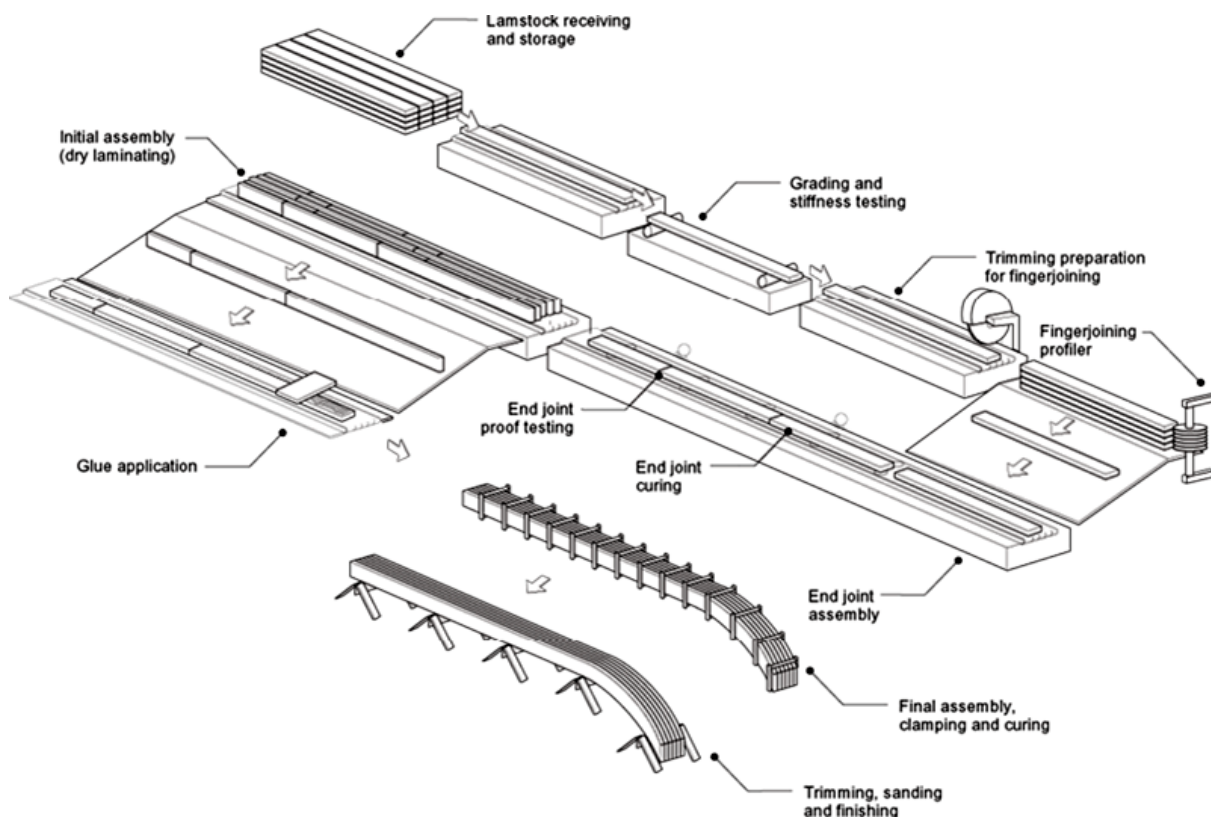


Figure 1.12. Schéma d'une manufacture du bois lamellé collé [Can.Wood.Coucil.2007]

Le BLC présente moins de variabilités et de meilleures propriétés mécaniques que le bois massif puisque les défauts naturels les plus importants sont enlevés avant la fabrication. (Figure 1.13)

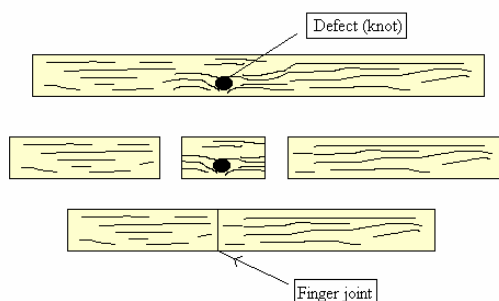


Figure 1.13. Enlèvement d'un défaut avant aboutage

Classification de la résistance du bois lamellé collé

La résistance du bois lamellé collé est définie dans la norme EN 1194. (Tableau 1.2). En France, la classe la plus courante pour les ouvrages est la classe GL24. Il semble que la disponibilité régulière de BLC de classe GL28 ne soit pas encore atteinte, du fait de la faible demande commerciale.

Strength class	GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
$f_{m,g,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
$f_{t,0,g,k}$	16.5	19.5	22.5	26	14	16.5	19.5	22.5
$f_{t,90,g,k}$	0.4	0.45	0.5	0.6	0.35	0.4	0.45	0.5
$f_{c,0,g,k}$	24	26.5	29	31	21	24	26.5	29
$f_{c,90,g,k}$	2.7	3.0	3.3	3.6	2.4	2.7	3.0	3.3
$f_{v,g,k}$	2.7	3.2	3.8	4.3	2.2	2.7	3.0	3.3
$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700	11 600	12 600	13 700	14 700
$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900	9 400	10 200	11 100	11 900
$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490	320	390	420	460
$G_{g,mean}$	720	780	850	910	590	720	780	850
$\rho_{g,k}$	380	410	430	450	350	380	410	430

Tableau 1.2. Classification des résistances du bois lamellé collé suivante (EN1194, 1999) (MPa – kg/m³) (Indice : h – Homogène ; c – Panaché)

1.2. Typologie des ponts en bois

Les premiers ponts du monde étaient construits en bois. Ils jouent un rôle très important dans l'architecture du Moyen Âge, leur mise en œuvre étant facile et peu cher.

Malgré l'apparition ultérieure de nombreux matériaux et techniques de construction durable, l'utilisation du bois dans les ouvrages d'art a perduré jusqu'à nos jours et retrouve actuellement un certain renouveau. Ces structures de franchissement représentent non seulement des ponts couverts des ponts en treillis, des ponts à béquilles mais encore des structures modernes comme les arcs, les ponts haubanés, les ponts mixtes...

Le bois présentant une forte variation par rapport aux autres matériaux du génie civil, son utilisation pour les ouvrages d'art reste limitée à certaines gammes de pont. Dans ce paragraphe, nous allons présenter quelques types d'ouvrages d'art adaptés au bois.

1.2.1. Ponts couverts

Les éléments structuraux en bois soumis à l'exposition directe des intempéries doivent être réalisés avec des essences de bois adaptées, c'est-à-dire résistants à la classe de risques correspondante (classe 3 ou 4). Cependant les observations de terrain menées par le réseau des laboratoires des ponts et chaussées amènent à la conclusion que les grandes poutres en BLC exposées directement aux intempéries, même réalisées avec des bois adaptés, sont soumises à une fissuration importante sous l'effet des variations hydriques, ce qui diminue grandement leur durée de vie, celle-ci pouvant être inférieure à 20 ans.

Aussi, une couverture globale de l'ouvrage constitue une bonne protection qui fait augmenter de manière très importante la durée de vie. Les ponts couverts sont construits depuis longtemps, par exemple le pont Kapellbrücke (Lucerne, Suisse) (Figure 1.14), construit en 1333 a tenu jusqu'à 1993,

date à laquelle il a péri par le feu à la suite d'un incendie accidentel. Il a été reconstruit ensuite. Il s'agit du premier pont couvert en Europe.



Figure 1.14. *Pont de Lucerne*

En France il existe quelques ponts couverts (pont sur la Dore, Pont des Fayettees par exemple). Le pont sur la Dore est un pont en treillis sans limitation de charges (Figure 1.15)



Figure 1.15. *Pont sur la Dore (1994) (BET Calvi)*

1.2.2. Ponts à poutres triangulaires

L'intérêt de ces ponts est de créer des poutres de grande hauteur équivalente pour franchir une portée importante et pour supporter des fortes charges. Un exemple de ce type est le pont de Vihantasalmi en Finlande (Figure 1.16 et Figure 1.17). Ce pont a été mis en service en 1999. Les poutres triangulées et les longrines sont en bois lamellé collé. La portée totale est de 168m et la structure peut supporter des charges routières.

Figure 1.16. *Pont de Vihantasalmi*Figure 1.17. *(Vihantasalmi) : Tablier mixte béton – bois lamellé collée*

1.2.3. Ponts à béquilles

Les ponts à béquilles sont bien adaptés au bois car ils permettent de réduire les portées effectives et de faire travailler les béquilles en compression. Le pont de Merle (Figure 1.18), construit en 1999 en est un bon exemple. Ce pont de 57m de long est composé d'éléments en bois lamellé collé de Douglas de classe C30. Une dalle de 25cm d'épaisseur en béton, posée simplement sur des appuis néoprènes, est connectée aux poutres du tablier par des tiges filetées scellées dans les poutres en bois. Bois et béton sont supposés désolidarisés mécaniquement.

Figure 1.18. *Pont de Merle*

1.2.4. Ponts en arc

Le comportement ductile du bois en compression et sa valeur de calcul plus élevée qu'en traction incite naturellement à concevoir des structures principalement comprimées, ce qui est le cas des ponts en arc. Comme exemple, nous citons la passerelle Pinot (Figure 1.19) qui a été réalisé en 1998. Elle est composée principalement d'une structure en arc auto-ancré en bois lamellé collé de classe GL24, et d'une dalle en béton armé sur deux poutres précontraintes.



Figure 1.19. *Passerelle de Pinot – Blagnac (31)*

1.2.5. Ponts suspendus ou haubanés

Les ponts à haubans permettent de franchir une très grande portée. Ce type de pont est élancé, leur raideur est donc faible. Les ponts suspendus de tablier en bois sont souvent des passerelles piétonnes. Le pont Marc Seguin à Tournon est un exemple (Figure 1.20). Cependant, plusieurs accidents survenus au 19^{ème} siècle sur des ponts suspendus à tablier de bois, et dus à des mises en résonance du fait de leur faible masse, ont vite stoppés leur développement (pont de la Roche Bernard en 1852, pont de la basse chaîne à Angers en 1848).



Figure 1.20. *Pont Marc Seguin, Tournon, reconstruit en 1989*

1.2.6. Ponts mixtes bois - béton

Le principe des ponts mixtes bois béton est le même que celui des ponts mixtes acier-béton. La dalle en béton participe à la reprise des efforts en compression et les poutres en bois subissent des efforts de traction et de cisaillement. Ce type de structure présente l'avantage d'une économie de matière, du fait de la participation active et de manière (au moins partiellement) solidaire des poutres et du hourdis supérieur. De plus, pour beaucoup de ponts, une dalle en béton armé surmonte les poutres en bois, (pont de Merle, pont de Vihantasalmi, etc...). Il est alors intéressant de profiter de leur présence et de les connecter entre eux. En général, les ponts existants en bois présentent une gamme faible de portée de 10m à moins de 50m. Néanmoins, la gamme de portée faible (10m – 25m) intéresse actuellement plus de 80% des ponts en France (NR2C). C'est la raison pour laquelle les ponts en bois

sont, structurellement, une solution à développer. De plus, la plupart des typologies (à l'exclusion toutefois du pont suspendu actuellement abandonné) sont possibles, bien que non toutes égales sur le plan du coût.

Enfin, on s'aperçoit que des formes de structures très utilisées dans l'industrie commencent à recevoir des applications dans les ponts et passerelles. Les nids d'abeille sont par exemple très utilisées dans l'aviation, les bateaux, mais ils font leur apparition dans les ponts sous la forme de panneaux en composites de verre (GFRP) (Keller, 2007). Ces formes modernes méritent notre attention, et il apparaît que leur étude en matériau bois est une piste à creuser. Cependant, ces formes particulières ne permettent pas à elles seules de concevoir un pont. D'autres matériaux sont requis et c'est pour cela que nous effectuons maintenant une description des matériaux performants utilisables dans les ponts en bois.

1.3. Les matériaux innovants

L'urgence de la crise écologique qui se manifeste désormais de manière mondialisée, notamment sur la raréfaction des ressources naturelles, pousse le secteur du génie civil à l'utilisation des matériaux innovants. Le terme « innovant » se comprenant sur le plan environnemental ou mécanique. Une des pistes de recherche s'oriente vers l'accroissement des applications des matériaux, soit renouvelables, soit performants. Avec une période d'environ 50 ans de renouvellement (temps de croissance d'un résineux à pousse rapide), le bois présente des avantages écologiques et économiques évidents. Ce matériau organique possède des propriétés variables, mais, dans une structure de type sandwich, en combinaison avec des matériaux innovants comme le BFUP (béton fibré à ultra performant), les C/G FRP (Polymère renforcé par fibres de carbone/verre)... les propriétés du bois peuvent être grandement améliorées.

1.3.1. Le béton fibré à ultra haute performance

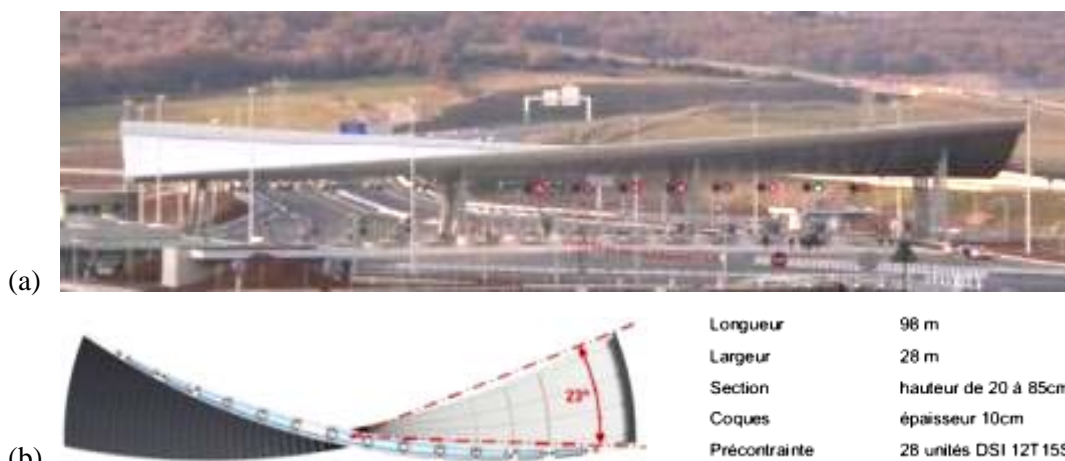
Les progrès des méthodes de formulation du béton et des adjuvants permettent au béton d'atteindre une gamme de matériaux à matrice cimentaire de résistance en compression variant de 150 jusqu'à 250MPa (AFGC, 2002). C'est les bétons fibrés à ultra performance (BFUP).

A la fin des années 1980, Pierre Richard, directeur scientifique de Bouygues, a réalisé une des premières recherches sur les performances du premier BFUP : le BPR., ou béton de poudres réactives. Un peu plus tard, Rossi (Rossi 1997) a poussé le concept du BFUP jusqu'à proposer un matériau ductile en traction : le CEMTEC[®], disposant d'un comportement post-fissuration à écrouissage positif (Figure 1.21).



Figure 1.21. *Multi fissuration du CEMTEC® en traction directe.*

Actuellement, les BFUP sont largement appliqués et commercialisés avec plusieurs marques: Ductal® (Bouygues, Lafarge), BSI® ou CERACEM® (Eiffage, Sika), BCV® (Vicat, Vinci), CEMTEC® au LCPC, et il y a aussi des BFUP développés par des laboratoires (EDF). Avec un module d'Young à 28 jours qui varie entre 50 GPa à 65 GPa, le calcul de structures en BFUP est couvert par les recommandations AFGC – SETRA [AFGC Mai 2002]. Nombreux ouvrages neufs et projets de renforcement-réparation français utilisant le BFUP ont été réalisés : l'aqueduc LGV Est (2004 BSI®), la barrière de péage du viaduc de Millau (2005 BSI®) (Figure 1.22), le pont de Saint Pierre la Cour (2005 Ductal®) (Figure 1.24), le passage sur la A51 (Figure 1.23), le renforcement des piles du pont de Valabres (2006 BSI®), la rénovation des Grands Moulins de Paris (Ricciotti - BSI®)... et plusieurs autres ouvrages internationaux.



Barrière du péage du pont Millau (53 voussoirs – 2300 tonnes de BSI® 2005)



(c)

Figure 1.22. *Barrière du péage du pont Millau (53 voussoirs – 2300 tonnes de BSI® 2005)*Figure 1.23. *Passage sur l'A51*Figure 1.24. *Pont de Saint Pierre la Cour, Mayenne (2005 - Ductal® 2005)*

Les BFUP contiennent 2 à 3% en volume (à l'exception du CEMTEC® formulé à des taux de 8 à 11 %) de fibres métalliques à haute limite élastique (acier tréfilé) et présentent une ductilité en traction. Dans certains cas, il est possible de se dispenser d'aciers passifs, la résistance en flexion aux ELS étant de 8 à 10 MPa. Ils sont formulés avec un rapport eau / ciment en masse de l'ordre de 0,2, contiennent de la fumée de silice et des granulats fins dont la dimension des plus gros est comprise, selon les formules, entre 400 μm à 6 mm. Les BFUP nécessite des procédures de malaxage longues, jusqu'à 20 minutes, et des malaxeurs réputés performants.

Le BFUP fait un cumul des avantages suivants : La rhéologie du béton fluide, la résistance du béton à haute performance et la ductilité du béton fibré. Le retrait du BFUP se développe essentiellement au jeune âge. Le retrait endogène a une amplitude de l'ordre de 500×10^{-6} , et le retrait de dessiccation 150×10^{-6} . Cela constitue un intérêt pour les structures mixtes grâce à la limitation de déformations et d'efforts parasites consécutives à la connexion, à la condition toutefois d'adopter la technique de préfabrication des éléments en béton. Depuis, de nombreux résultats montrent que l'on n'a pas de risques de fatigue (limite de tronçature) pour des charges inférieures à 60% de la capacité de résistance du matériau. Il n'y a donc pas de problème de fatigue pour des structures correctement dimensionnées aux ELS et ELU. (Resplendino, 2006).

Le BFUP est un bon candidat pour la conception des ponts mixtes. La haute résistance en compression et le module élevé contribue à pouvoir dimensionner des éléments dalles de faibles épaisseurs, inférieures à 10cm, ce qui présente un avantage pour limiter le poids propre, et peut rendre possible la conception de tabliers entièrement préfabriqués.

1.3.2. Le polymère renforcé par des fibres (FRP)

Les polymères renforcés par les fibres se composent de 2 composantes essentielles : Les fibres et la matrice (ou résine).

Les matériaux des fibres

Il existe aujourd'hui plusieurs types de fibres : Carbone, aramide, verre, lin... Les plus répandues sont les fibres de carbone et de verre.

Les fibres de carbone sont préparées par l'oxydation, la graphitisation et la carbonisation à haute température de matériaux à haute teneur en carbone, qui sont principalement des celluloses ou des polyacrylonitrile. Les polyacrylonitriles sont les plus couramment utilisés. Ces matériaux conduisent à des fibres de carbone aux propriétés mécaniques les plus élevées. Les fibres de carbone sont de 5 à 15 μm de diamètre. Grâce à la variation de la température de 2600 °C à 3000 °C dans les étapes de la graphitisation, les fibres peuvent être produites à haute résistance (HS) ou à haut module (HM). Les fibres de carbone sont plus chères que les autres (20 à 60 €/kg), mais elles possèdent des propriétés mécaniques plus grandes. L'utilisation des fibres de carbone a été développée dans l'industrie aéronautique depuis longtemps, et elle est actuellement étendue vers plusieurs applications : automobile, sport ... Les fibres de carbone sont utilisées en construction pour le renforcement structurel, en particulier le renforcement des structures en béton armé ou précontraint. Elles se présentent sous forme de plats pultrudés à fibres unidirectionnelles, ou de tissus. Les colles d'application retenues dans les avis technique (ATE) sont de type epoxy.

Le processus actuel dans la production des fibres de carbone conduit à de hautes propriétés mécanique, thermique, chimique... Cependant, la résistance et le module ne sont encore que, respectivement de 7% et 65% de la valeur théorique des fibres de carbone.

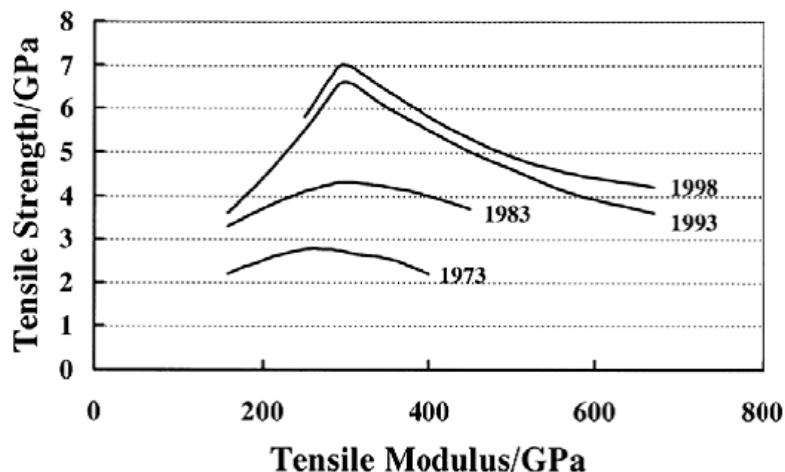


Figure 1.25. Développement du module en traction de fibres de carbone

La matrice

La matrice (ou résine) est une des deux composantes importantes dans les matériaux FRP. Elle permet d'éviter la rupture fragile dans les fibres de fournir la transition des efforts entre elles, et de les

protéger contre les agressions environnementales. Ce sont des critères primordiaux pour la conception de la résine des FRPs.

Property	Unit	GFRP	AFRP	CFRP
Minimum fibre volume ratio		0,55	0,6	0,63
Density	(g/cm ³)	2,1	1,38	1,58
Longitudinal tensile strength	(MPa)	1080	1280	2280
Transverse tensile strength	(MPa)	39	30	57
Longitudinal modulus	(GPa)	39	78	142
Transverse modulus	(GPa)	8,6	5,5	10,3
In-plane shear strength	(GPa)	89	49	71
In-plane shear modulus	(GPa)	3,8	2,2	7,2
Major Poisson's ratio		0,28	0,34	0,27
Minor Poisson's ratio		0,06	0,02	0,02
Maximum longitudinal strain	(%)	2,8	1,5	1,5
Maximum transverse strain	(%)	0,5	0,5	0,6
Longitudinal CTE	(10 ⁻⁶ /°C)	7	-2,0	-0
Transverse CTE	(10 ⁻⁶ /°C)	21	60	27
Relaxation ratio	(%)			2-3

Tableau 1.3. *Quelques fibres utilisées en génie civil (Can.J.Civ, 2005)*

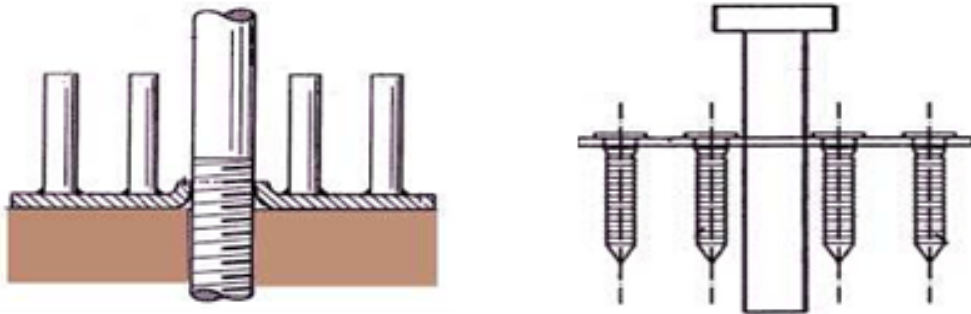
1.4. Association entre le bois et d'autres matériaux

Les assemblages dans les structures hybrides est une problématique très importante, car la performance d'une structure mixte ou hybride dépend fortement de leur efficacité. Leur rôle est de transmettre les efforts internes d'un élément à un autre pour assurer un comportement se rapprochant du comportement monolithique.

1.4.1. Connexion bois – béton

La connexion bois – béton est étudiée depuis les premières années du 18^{ème} siècle. Pham (Pham, 2006) a classé les systèmes de connexion existants en 2 grandes familles : Les systèmes fonctionnant prioritairement par compression locale et les systèmes fonctionnant prioritairement par le cisaillement surfacique du bois.

Les systèmes de connexion par compression locale du bois (Figure 1.26) sont des éléments qui permettent de transmettre le cisaillement entre le bois et le béton par la compression de ces éléments sur le bois.



(a) Connecteurs de Trygve

(b) Connecteurs de Kuttel

Figure 1.26. *Deux exemples des connecteurs locaux*

Les systèmes de connexion par adhérence des surfaces (Figure 1.27) sont réalisés, soit par des connecteurs locaux continus [Aitcin, 1998], soit par le collage [Pham, 2006].



(a) Connexion de (Pham, 2006)



(b) Collage (Pham, 2007)

Figure 1.27. *Connexion par adhérence des surfaces*



Figure 1.28. *Connexion en métal déployé [De Noray, 2005]*

La littérature montre que les connexions métalliques sont dites « imparfaites », car elles n'empêchent pas un glissement à l'interface bois-béton de s'opérer. Ce glissement est alors

responsable d'une baisse de l'inertie équivalente de la structure, laquelle se traduit par un supplément de souplesse structurelle. Cette souplesse est prise en compte dans la norme EN 1995, laquelle s'appuie sur la théorie simplifiée de Heimeshoff (Heimeshoff, 1987). Le calcul de l'inertie s'effectue selon la formule suivante :

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (1.4)$$

Avec,

$$\begin{aligned} A_i &= b_i h_i ; I_i = b_i \frac{(h_i)^3}{12} \\ \gamma_1 &= 1 \\ \gamma_2 &= \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_2 A_2}{K l^2}} \\ a_1 &= \frac{\gamma_2 E_2 A_2 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \\ a_2 &= (h_1 + h_2) - a_1 \end{aligned} \quad (1.5)$$

Où E_i , est le module d'Young de l'élément "i", les autres paramètres étant définis sur la figure suivante (unités SI).

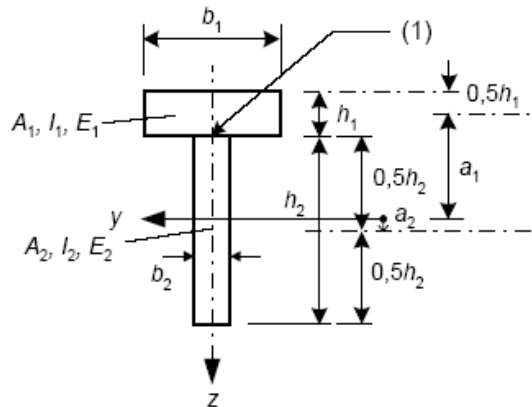


Figure 1.29. Paramètres du modèle de l'EN 1995-1

Un coefficient de rigidité d'interface, K [MN/m^2], ($K = k/e$ ou e est l'espace entre organes de connexion et k la rigidité de l'organe en MN/m) entre dans la formule des coefficients γ_i . Il s'agit de la raideur de l'interface, autrement dit la pente de la droite reliant l'effort de cisaillement au glissement de l'interface, dans un essai de type « push out » mettant en jeu une longueur de 1 m d'interface.

Un moyen d'obtenir une connexion parfaite est d'assurer un collage entre les 2 matériaux à assembler. Pham (Pham 2007) a mis au point une connexion par collage du BFUP sur le bois. La rigidité de flexion a été comparée à celle théorique d'une connexion parfaite (full composite action). La Figure 1.33 montre que le comportement structurel dans le cas du collage coïncide avec la connexion parfaite (Le Roy 2009). L'application d'une telle connexion à des ouvrages réels, si performante soit elle sur le plan mécanique sur un cycle de chargement, nécessite de la valider, d'une part en fatigue, et, d'autre part, sur le plan de la durabilité sous chargement hydrique. Sur le premier point, Pham a montré dans sa thèse que l'assemblage collé avait une tenue satisfaisante en fatigue. Pour cela, il réalisa 3 essais de fatigue sur des poutres-dalles composite de 3 mètres de portée,

soumises à un chargement représentant une combinaison d'action dite « ELS rare ». La force maximale du chargement sinusoïdal a été calculée pour que la contrainte de cisaillement à l'interface atteigne la valeur correspondant à la combinaison « ELS rare » du pont de 10 m de portée étudié dans le projet NR2C. Le résultat fût que les corps d'épreuve ont tous résisté à 2 millions de cycles, et, même, pour 2 d'entre eux, à 300 000 cycles supplémentaires à une charge double de la combinaison « ELS rare ». Le second point à valider est la tenue du collage vis-à-vis du chargement hydrique. La thèse en cours de Loulou (2009-2012) du LCPC, à caractère expérimental, porte sur ce thème. Elle est réalisée en collaboration avec le laboratoire régional d'Autun, ce dernier réalisant des tests de chargement de type « push out » sur des corps d'épreuve ayant subi un vieillissement accéléré sous la forme de cycles hydriques.

Cependant, sans attendre la validation de la solution par collage du béton sur le bois, l'école des Ponts, le Sétra, le réseau des LPC, et l'ENSTIB coopèrent pour proposer un pont type bois-béton. L'une des actions à entreprendre est de proposer un connecteur bois-béton pour ce pont type. Cette tâche a été confiée à l'école des Ponts. Dans ce cadre, Blonski (Blonski, 2009) a étudié la rigidité K de différents connecteurs locaux au travers d'essais de push out à 2 plans de cisaillement (Figure 1.32). Il trouve des rigidités de l'ordre de $3,5 \text{ GN/m}^2$ pour des connecteurs locaux espacés de 9 cm (Figure 1.32), alors que Fonlupt trouve une rigidité double de 7 GN/m^2 pour un assemblage collé. Bien que l'assemblage par collage soit plus rigide que celui des connecteurs métalliques, les 2 raideurs mesurées sont très importantes. Pham, qui avait calculé la raideur de connexion à partir d'essais de flexion, trouvait pour le collage des valeurs inférieures à 1 GN/m^2 . Malgré ces différences de raideur, les conséquences sur la rigidité en flexion sont très faibles. Ces différences restent malgré tout encore à éclaircir.

La connexion par collage du BFUP sur le bois ayant fait ses preuves de performances mécaniques, nous décidons, sans attendre la validation en termes de durabilité, que cette solution de connexion est à adopter dans le cadre des études menées dans cette thèse.



Figure 1.30. *Eléments dalle réalisé par Pham. BFUP collé sur BLC*



Figure 1.31. Corps d'épreuve bois-BFUP en cours d'essai de fatigue en flexion [Pham, 2007]



Figure 1.32. Figure essais push out réalisés par Blonski

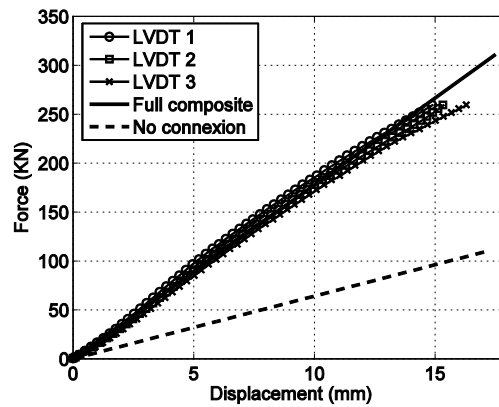


Figure 1.33. Courbe Force-Flèche – Essai de flexion 4 points des poutres mixtes [Pham, 2007]

1.4.2. Connexion bois - composite

La connexion entre le bois et le composite est essentiellement réalisée par collage à froid. Il existe différentes techniques de collage qui dépendent du choix des matériaux. Cependant on peut distinguer 2 types principaux :

- Collage direct, pour les applications *in-situ*, à l'aide de colle époxy : de nombreux produits commercialisés sont actuellement disponibles. Ils permettent de réaliser le collage de manière simple et pratique. (Sikadur 30, Sikadur 330, etc.)

- Collage sous pression : Le composite est polymérisé sous pression soit atmosphérique (collage sous vide), soit par pression contrôlée par des vérins hydrauliques. Ces techniques sont plus compliquées où elles sont essentiellement réalisées dans l'industrie.

Il est également possible de réaliser le collage des barres composite sur les éléments en bois, à l'intérieur de trous ou de rainures préparés. Les produits adhésifs sont alors injectés (cas des tiges scellées dans des trous) à l'aide d'une résine fluide, ou appliqués manuellement à la spatule (cas des tiges insérées dans des rainures). Cette dernière technique est dénommée NSM (*Near Surface Mounted*).

Les techniques de renforcement du bois par composites sont traités en détail dans le chapitre 2.

1.5. Etude exploratoire de solutions structurelles alternatives

Comme nous l'avons signalé précédemment, les solutions de type sandwich en matériaux composites (GFRP la plupart du temps) sont déjà explorées pour des applications de planchers. La performance reconnue des sandwichs réside dans leur légèreté importante pour la sollicitation de flexion. Les panneaux sandwichs ont une rigidité spécifique (rapport à la masse surfacique) très grande. On comprend alors leur fort développement en aéronautique. Ainsi, si on met de côté les questions de coût de production, lesquels dépendent de la demande, nous nous posons ici la question de l'intérêt du bois pour la conception de dalles sandwich. Autrement dit, est ce que le matériau bois, compte tenu de sa performance en terme de rapport résistance sur masse volumique, et de son anisotropie, constitue un bon choix pour la conception de solutions nouvelles de tabliers de pont s'apparentant à des dalles sandwich ? Pour répondre à cette question, faisons d'abord un résumé des applications d'éléments sandwich en génie civil.

Les progrès de la science des matériaux ont permis de réaliser des structures (à l'échelle macro), utilisant des matériaux, (à l'échelle micro) très performants. Le principe de la technologie *sandwich* consiste à appliquer sur une *âme* (constituée d'un matériau ou d'une structure légère possédant de bonnes propriétés en cisaillement) deux *peaux* de bonne capacité en compression et/ou traction. L'objectif d'un tel procédé est de constituer une structure permettant de concilier légèreté et rigidité en flexion. Cependant, on voit tout de suite que le point faible risque d'être la résistance au cisaillement ou la déformation de cisaillement, les efforts tranchants étant très importants pour les ponts.

L'application des structures *sandwichs* dans les ouvrages d'art n'est pas nouvelle. Par rapport aux ponts à poutres mixtes acier-béton, qui peuvent être considérées comme un sandwich orthotrope de deux couches, il existe également des tabliers mixtes béton-composite (Figure 1.34). Bien que ce type de ponts comporte plusieurs avantages comme la légèreté, la résistance mécanique, la durabilité... le prix est actuellement encore assez élevé.



Figure 1.34. *Pont Miyun - le premier pont en GFRP du monde, 1982, Pékin, China. Longueur 20.7m ; Largeur 9.2m. Dalle de type nid d'abeille en GFRP.*

Les ponts sandwichs en bois, surtout les ponts routiers, ont été abordés théoriquement dans le projet NR2C (Mekki, 2005, Delfino 2006). Nous allons dans ce paragraphe étudier les possibilités structurales des plaques sandwichs utilisant le bois comme âme.

1.5.1. Ponts-dalles sandwichs

Dalle sandwich à âme alvéolaire en bois – Le nid d'abeilles

Beaucoup d'études théoriques et expérimentales ont été réalisées depuis longtemps sur les structures sandwichs alvéolaires. Cette forme (Figure 1.35) permettant de créer des panneaux sandwichs légers, est largement appliquée dans l'industrie, notamment dans l'aéronautique et l'automobile.

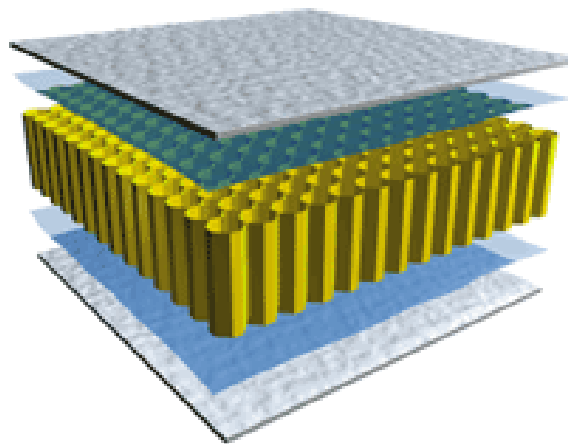


Figure 1.35. *Principe de la dalle sandwich à âme alvéolaire*

Par des essais numériques, Pham Khac (Pham K. H., 2006) a étudié plusieurs géométries de cellules élémentaires composant un nid d'abeilles en bois. Il a conclu que la forme hexagonale est plus performante que celles triangulaires ou carrées, car, elle nécessite le minimum de matériau pour un module de cisaillement hors plan donné. Comme le matériau bois est orthotrope, il a réalisé une étude d'optimisation afin de choisir la direction locale des éléments en bois massif pour avoir un comportement macroscopique optimal de la plaque sandwich. Il a réalisé également une poutre sandwich à âme en nid d'abeilles en bois, d'une épaisseur de 170 mm. La poutre de longueur de 2m a été renforcée en partie supérieure par une plaque de 30 mm de béton UHP armé de fibres de fonte

amorphe et en partie inférieure par une couche de 3 mm de GFRP. Il a observé une différence entre le résultat théorique et expérimental, engendrée par la faiblesse de cisaillement due aux glissements dans les joints de colle des parois (Figure 1.36 à Figure 1.39)



Figure 1.36. *Structure nida réalisé par Pham K.H*



Figure 1.37. *Essais de flexion 3 point*

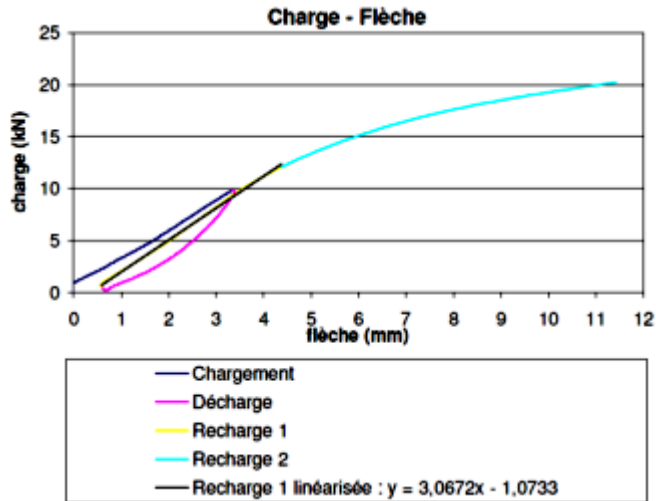


Figure 1.38. Flexion 3 points. Poutres sandwich BUHP 30mm- nid d'abeilles en bois 170mm – GFRP 3mm

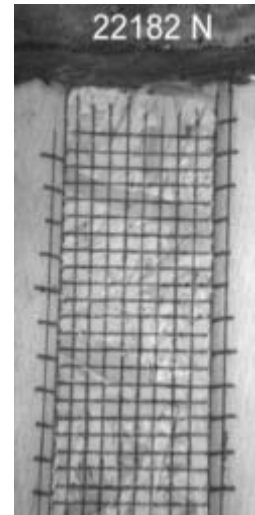


Figure 1.39. Glissement dans les joints de colle visible par le décalage du quadrillage

Le résultat mitigé obtenu par (Pham K.H., 2006) s'explique par un mauvais choix de colle pour l'assemblage des nœuds aux parois du nida. Il nous a semblé utile de creuser un peu plus la performance théorique de telles structures. En se basant sur l'équilibre énergétique, nous avons réalisé une étude d'homogénéisation du matériau *nid d'abeilles* en bois, en le considérant périodique. Un volume élémentaire représentatif (VER) a été choisi et modélisé par le code de calcul d'Abaqus (Figure 1.40).

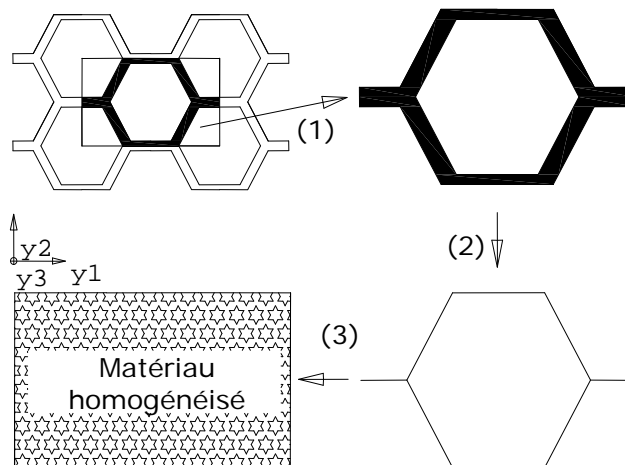


Figure 1.40. Étude d'homogénéisation du matériau nid d'abeilles : (1)Choix du VER. (2)Modélisation en modèle de coque. (3)Détermination des constants du matériau homogénéisé.

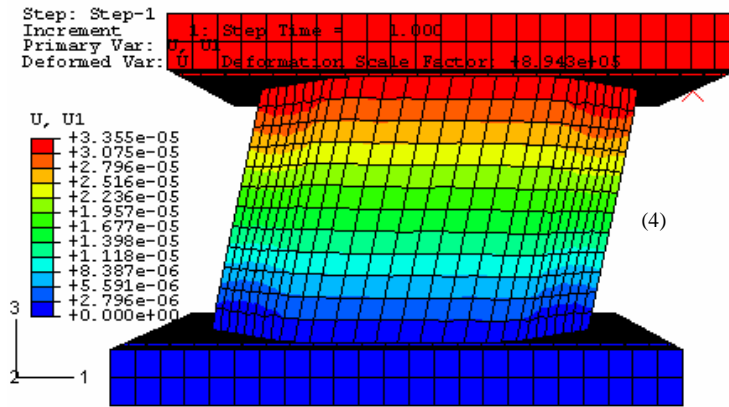


Figure 1.41. *Carto graphique de déplacement U1 - Illustration d'un cas de chargement de cisaillement imposé sur le VER d'une structure nid d'abeilles.*

Les hypothèses retenues pour ce calcul sont les suivantes. C'est un calcul 3D, le bois a un comportement isotrope transverse (mêmes coefficients élastiques dans le sens radial et ortho-radial) (Tableau 1.5). Les conditions aux limites sont périodiques. Les parois sont modélisées en modèle de coque avec 5 points d'intégration. Le calcul consiste à calculer l'énergie de déformation du nida suivant les différentes directions pour calculer, pour chacune d'elle, le coefficient élastique correspondant d'un matériau homogène équivalent. Nous avons donc 6 cas de sollicitations, 3 directions de cisaillement et 3 directions de traction ou compression à partir desquelles la résolution du système d'équation permet de calculer le tenseur élastique (6 constantes déterminées ici)

Les influences de l'épaisseur et de la longueur des parois sur les modules ont été analysées. Pour différentes configurations d'épaisseur de paroi et de longueur d'un côté de l'hexagone, nous avons calculé le module de cisaillement G_{13} (appelé également module de cisaillement hors plan. Axes définis sur la Figure 1.40), c'est-à-dire celui intervenant dans le calcul de la flèche d'un sandwich. Les résultats sont sur les figures Figure 1.42 à Figure 1.44.

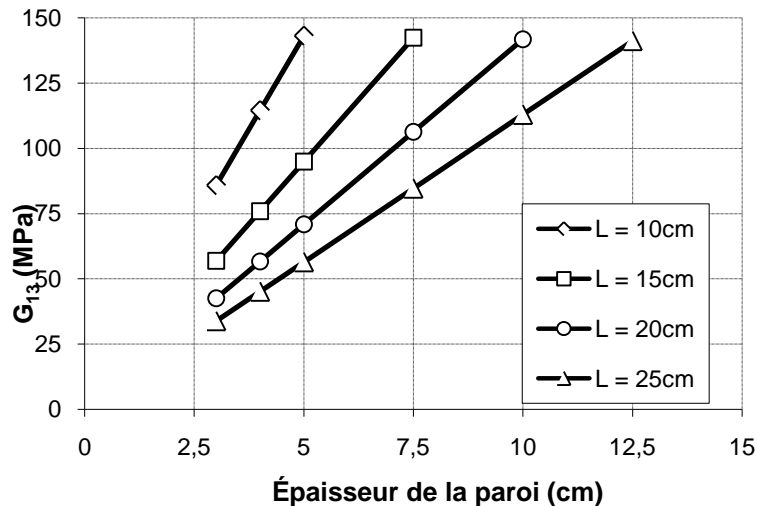


Figure 1.42. *Module de cisaillement en fonction de l'épaisseur de la paroi*

Nous avons remarqué que le module macroscopique de cisaillement du matériau *nid d'abeilles* est proportionnel à l'épaisseur de la paroi, et inversement proportionnel à sa longueur (Figure 1.42)

De plus, le rapport entre les modules d'Young dans le plan et le module de cisaillement hors plan, apparaît quasiment constant et approche la valeur de 12 (Figure 1.43).

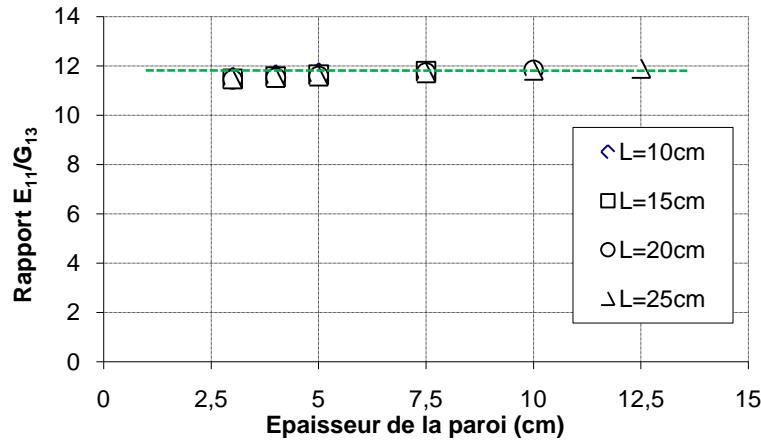


Figure 1.43. Le rapport entre le module d'Young E_{11} et celui de cisaillement G_{13} est considéré constant (L : Longueur de la paroi).

Grâce à ce résultat, on a facilement réalisé des études paramétriques des différents ponts à âme en nid d'abeilles en bois, en fonction du type de bois et de la configuration de la structure nid d'abeilles. Les courbes dans la Figure 1.42 nous permettent de dimensionner la géométrie nécessaire de la structure d'âme pour satisfaire les exigences de l'état limite de service (ELS). L'exemple donné sur la Figure 1.44 résume les conclusions que nous pouvons tirer de ces simulations. Il s'agit d'un pont de 10 m de portée et de 10 m de largeur, supportant le chargement tandem des Eurocodes, soit 2 essieux de 300 kN. La structure est composée d'une couche supérieure en BFUP de 7 cm d'épaisseur (Tableau 1.4), d'une couche inférieure en composite de carbone (CFRP) de 3 mm d'épaisseur, et d'une âme nida en bois dont les épaisseurs et taille de cellule varient. Pour un élancement donné du tablier, la Figure 1.44 nous renseigne sur la valeur minimale que doit prendre le module de cisaillement pour respecter le critère de flèche maximale à l'ELS. En remontant cette information sur la Figure 1.42, nous trouvons les solutions appropriées en termes d'épaisseur de paroi et de dimension de cellule. Par exemple pour $h = 900$ mm (élancement proche du 10^{ème} de la portée), les limites de flèche nous impose un nida possédant un module de cisaillement au minimum égal à 60 MPa, ce qui conduit à différents couples (e, L) : le couple ($e = 5$ cm, $L = 25$ cm) étant une de ces solutions.

Béton BFUP	CFRP
$E_c = 65GPa$	$E_p = 110$
$\nu_c = 0,2$	$\nu_p = 0,4$

Tableau 1.4. Propriétés du béton et du CFRP

Finalement, ces simulations nous montrent qu'il sera difficile de concevoir des tabliers d'élancement plus important que le 10^{ème} de la portée, car cela conduirait rapidement à des épaisseurs de parois supérieures à 7 cm pour des cellules de longueur 25 cm (exemple de l'élancement 1/14 pour $h = 0,7$ m), ce qui représente un taux de remplissage de l'âme (rapport du volume de bois au volume apparent de l'âme) équivalent à ce que l'on aurait pour une structure à poutres.

**Pont sandwich de largeur 10m.
Portée 10m, : BFUP=70mm - CFRP=3mm
tandem de 600 kN**

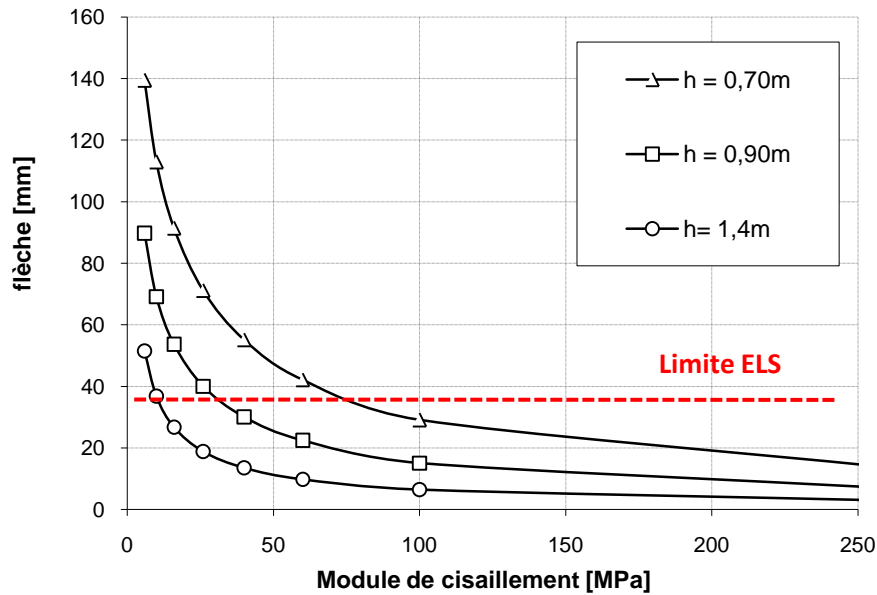


Figure 1.44. Flèche en fonction du module de cisaillement G_{13} (h – épaisseur de l’âme)

Dalles sandwichs à âme pleine en bois – Le bois debout

Une autre idée que nous avons explorée consiste à utiliser des éléments en bois massif, disposés verticalement (bois de bout), pour former une âme d’une dalle sandwich. Le schéma est présenté dans la Figure 1.45.

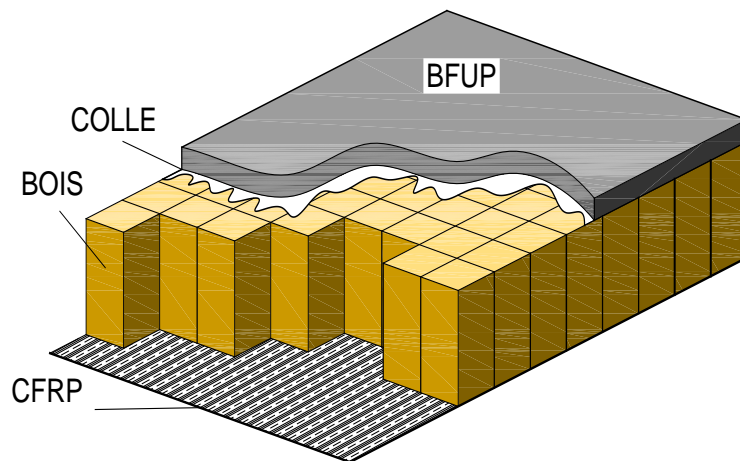


Figure 1.45. Schéma d’un sandwich en « bois debout ».

L’intérêt de cette structure est, d’une part, de profiter des morceaux de bois courts qui sont de grande disponibilité et donc peu chers et, d’autre part, d’empêcher la rupture longitudinale engendrée par le cisaillement et l’arrachement.

Un pont de même dimension que précédemment (10 m de portée pour 10 m de largeur) utilisant le matériau *bois debout parfait* a été modélisé numériquement par ABAQUS. Ce pont supporte le chargement tandem des Eurocodes, soit 2 essieux de 300 kN. La structure est composée d’une couche supérieure en BFUP de 7 cm d’épaisseur solidaire du bois, d’une couche inférieure en

composite de carbone (CFRP) de 1 mm d'épaisseur solidaire du bois, et d'une âme en bois *debout parfait* d'épaisseur de 60 cm.

Les propriétés des matériaux sont dans le Tableau 1.5 :

Béton BFUP	Bois	CFRP
$E_c = 65$	$E_{11} = 0,6; E_{22} = 0,6; E_{33} = 13$	$E_p = 110$
$\nu_c = 0,2$	$G_{12} = 0,6; G_{13} = 0,6; G_{23} = 0,1$	$\nu_p = 0,4$
	$\nu_{12} = 0,4; \nu_{13} = 0,4; \nu_{23} = 0,02$	

Tableau 1.5. *Propriétés des matériaux utilisés, les modules sont en GPa*

Le matériau d'âme, considéré parfaitement homogène, a les propriétés du matériau bois massif, mais la direction longitudinale des fibres est orientée verticalement comme indiqué sur la Figure 1.46.

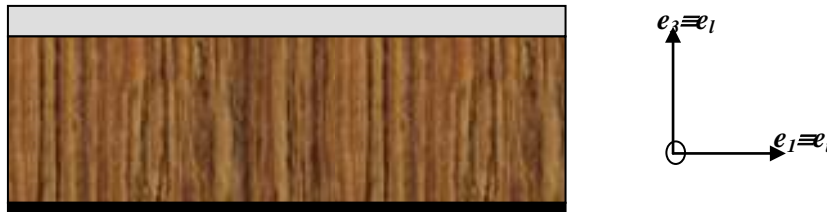


Figure 1.46. *Convention de la direction matérielle du matériau bois debout. e_l , e_t et e_r sont respectivement les directions longitudinale, transversale et radiale du bois.*

La flèche maximale pour la position centrale du tandem est de 16mm, ce qui montre que la structure a une grande raideur, due principalement à la bonne répartition transversale des charges et au taux maximal de remplissage de l'âme (le bois occupe l'ensemble de la zone d'âme).

Cependant, dans le cas de deux essieux 500kN qui correspond à l'ELU, la contrainte en traction du le bois est de 1,08MPa, qui dépasse la valeur admissible. D'ailleurs, en comparant qualitativement à une solution de poutres existante équivalente, on constate la difficulté de la réalisation de la solution bois debout.

	Bois debout	Poutre
Quantité de bois utilisé	4x	1x
Surface de liaison bois-bois	8x	1x
Surface connexion béton-bois	4x	1x
Rigidité effective en flexion (de la partie bois)	1x	6x
Rigidité effective en cisaillement (de la partie bois)	4x	1x

Tableau 1.6. *Comparaison quantitative entre la solution bois debout avec celle de poutre mixte d'un pont de même portée.*

1.5.2. Poutres sandwichs en bois

Les explorations précédentes nous conduisent alors naturellement vers la solution d'amélioration de structures à poutres hybrides. Elle consiste à reprendre la structure élaborée par Pham [Pham 2007] consistant en une structure mixte composée d'une dalle en BFUP collée sur des poutres en bois, en cherchant à en améliorer le comportement aux ELU, c'est-à-dire vis-à-vis de la rupture. Le projet NR2C s'est intéressé à ce type de structure (Figure 1.47). Des tests (Mekki, Toutlemonde, 2007) sur un élément de tablier de 11 m, pour 10 m de portée et de 2,5 m de largeur, composé de 4 poutres en BLC renforcées par des tissus UD de carbone collés en face inférieure des poutres, et d'une dalle en BFUP, de 7 cm d'épaisseur, liée aux poutres par collage et par des tire fonds (utiles à la fois pour appliquer une pré charge au moment du collage et pour éviter une rupture par cisaillement de l'interface lors de l'essai à rupture).

Bien que la structure NR2C ait été validée du point de vue des chargements EC1 partie pont, la visualisation des ruptures nous amènent à penser que des pistes d'amélioration sont possibles. Nous nous attendions à ce que le renforcement en carbone améliore significativement la résistance du bois en traction, par une uniformisation contraintes, mêmes localement au voisinage des nœuds. Hors, dès qu'une fissure de traction s'est formée, le renforcement n'a pas retardée la propagation de cette fissure (Figure 1.48). Par ailleurs, nous observons qu'une fissure s'est formée à une dizaine de cm de la face inférieure, à une distance telle que le renforcement n'a pas eu d'influence significative (Figure 1.49). Cela signifie que l'efficacité des renforcements du bois par des composites doit être étudiée en profondeur, afin de statuer sur leur réel niveau d'efficacité du point de vue mécanique. Nous faisons en effet ici abstraction des questions de coût, et, pour le moment, de celles liées au bilan environnemental de la structure. Une autre observation de l'essai NR2C est celle de la rupture du BFUP au niveau du joint entre dalles (Figure 1.50). Cette rupture peut provenir de la géométrie du joint, conduisant à de la flexion locale, ou à une faiblesse due à la ségrégation du matériau. Une solution hybride utilisant du BFUP, doit par conséquent être conçue et réalisée en tenant compte de ces faiblesses, ce qui signifie la recherche d'une connexion sans concentration de contrainte et l'obligation d'un contrôle sévère du matériau à la mise en œuvre.



Figure 1.47. *Vue générale du tablier en phase d'essai*



Figure 1.48. *Rupture de la première poutre BLC. Développement de la fissure de traction au niveau d'un nœud et décollement du CFRP. Vue d'un tronçon scié de la poutre.*



Figure 1.49. *Rupture initiale au niveau d'un joint d'aboutage de la seconde poutre en bois*

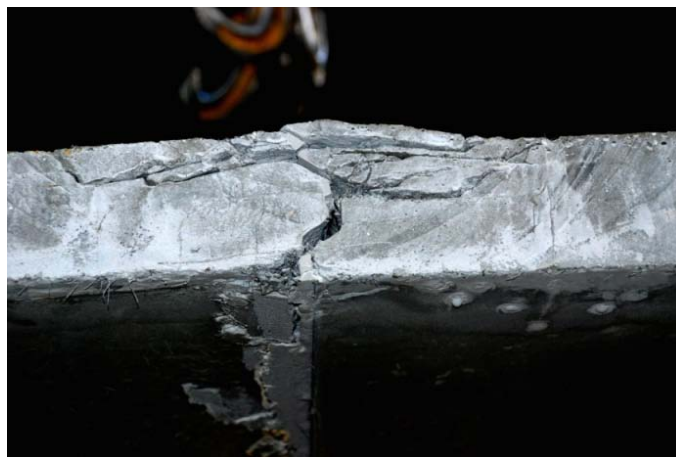


Figure 1.50. *Rupture à la jonction entre dalles de BFUP par concentration de contrainte et ségrégation des fibres.*

1.5.3. Conclusions sur les solutions structurelles à approfondir

Nous avons vu que la recherche de structures de type nida (ou nid d'abeilles) pour les tabliers de ponts rencontre une limite qui est l'obligation de concevoir des éléments peu élancés, et finalement assez peu compatibles avec les exigences du concepteur. La recherche d'un fort élancement a en effet des conséquences positives sur les travaux de terrassement, pour un gabarit donné. De plus, structurellement, il n'est pas forcément nécessaire que les raideurs transversale et longitudinale d'un pont routier soient identiques. L'ingénieur devrait optimiser ces raideurs qui dépendent principalement de la largeur et de la portée. Avec la solution de poutres, cela se réalise plus facilement que dans le cas de dalles en bois de type *nid d'abeilles* ou bois *debout*. En termes de consommation de matériaux, les dalles sandwich exigent plus de colle et de composite, qui sont des composants réputés chers. Dans la mise en œuvre, les dalles à âme en bois doivent être préfabriquées. Or le transport des dalles de grande taille n'est pas toujours facile. A long terme, la réparation et le remplacement des éléments endommagés dans les dalles risquent d'être complexes. D'ailleurs, les endommagements du bois dans le cas de dalles ne sont pas visibles.

Ainsi, la solution de tabliers composés de poutres présente aujourd'hui et selon nous plus d'avantages que celle de dalles sandwich. Premièrement, avec la solution poutres, nous profitons des avantages de la technique *lamellé-collé* déjà optimisée, ce qui nous permet de concentrer nos efforts sur les points singuliers, comme les connexions, en s'appuyant sur un savoir faire existant dans le domaine du bois. Les travaux de Delfino (Delfino, 2005) présentent également les points forts des solutions *multipoutres*.

Nous nous appuyons ensuite sur des travaux récents encourageants, qu'il apparaît nécessaire d'approfondir. L'association, au bois, de béton ultra performant dans la zone de compression est une conception dont Pham a fait la preuve de son efficacité mécanique, même en fatigue. Nous estimons par ailleurs que les résultats obtenus dans le projet NR2C sont suffisamment prometteurs pour être approfondis. Enfin, le problème théorique du renforcement du bois est également dans la lignée des questions explorées au sein du laboratoire Navier sur les multi couches.

Dans nos calculs préliminaires, nous n'avons abordé que les problèmes de flexion, en omettant volontairement la question de la résistance au cisaillement des tabliers de ponts. Or, les efforts tranchants dans les ponts routiers sont souvent importants et peuvent devenir dimensionnants. Comme signalé en début de chapitre, la résistance en cisaillement du bois est faible devant celle d'autres matériaux du génie civil. La question du renforcement en cisaillement doit donc ne pas être oubliée. Plusieurs travaux théoriques et expérimentaux sont trouvés dans la littérature sur ce sujet. Ils seront présentés dans le prochain chapitre.

1.6. Conclusion

L'analyse des différentes typologies de pont en bois et de matériaux nous conduit à approfondir la conception de tabliers à poutres renforcées, surmontées d'une dalle en béton ultra performant.

Avant d'aller plus loin dans les détails de cette solution, nous allons tout d'abord, dans le chapitre 2, étudier le comportement en flexion des poutres en bois lamellé collé et celles renforcées par composite, d'un point de vue mécanique et statistique. Dans les chapitres 3 et 4, un modèle appliqué aux structures multicouches sera présenté et étudié. A l'aide de ce modèle, les critères de rupture dans le bois et dans la connexion entre le bois et d'autres matériaux (délamination) seront également identifiés expérimentalement.